Generale Prefabbricati

spiroll | edilizia industrializzata

www.generaleprefabbricati.com
info@generaleprefabbricatispa.com

Sede legale e Direzione generale
Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Scalo – 06132 – Perugia
t 075 51 871 – f 075 51 71 145
info@generaleprefabbricatispa.com

Ufficio di Roma
Via Bordoncello, 77/L – 00155 Roma
t/f 06 4065905
info@generaleprefabbricatispa.com

CE

CERTIFICATO N. 95080/06
CERTIFICATO N. 02727/06
CERTIFICATO N. 02710/06

Uffici e Stabilimento di S. Salvo - CH
viale Italia, 2 – zona industriale
66050 San Salvo – CH
t 0873 34 26 26 – f 0873 34 60 46
vibrotec@generaleprefabbricatispa.com

CE Certificato FPC 1305-CPD-0440
EN 1168:2005
EN 13225:2004
EN 13224:2004/AC:2005
EN 13693:2004

Stabilimento di Bettona - PG
str. Vic. del Chiascio Vecchio
Loc. Campagna 06084 Bettona – PG
t 075 98 69 785 – f 075 98 72 11
stabbettona@generaleprefabbricatispa.com

CE Certificato FPC 1305-CPD-0441
EN 1168:2005

Stabilimento di Basaluzzo - AL
via Capriata, 1
15060 Basaluzzo – AL
t 0143 48 97 96 – f 0143 48 91 68
stabbasaluzzo@generaleprefabbricatispa.com

CE Certificato FPC 1305-CPD-0439
EN 1168:2005
EN 13225:2004

GENERALE PREFABBRICATI spa
Calcolatore Strutture
Dott. Ing. NICOLA SCOPA
N. 518 O.I. CHIETI

Direttore dei Lavori Strutture
Dott. Ing. NICOLA SCOPA
N. 518 O.I. CHIETI

Rev.	Descrizione	Data	Dis.	Verificato
00	EMISSIONE PER DEPOSITO S.U.A.P. DEL COMUNE DI SETTIMO MILANESE (MI)	21/07/14	.	Ing. Scopa

Commessa: 14-6007

COMMITTENTE: DATA 4 ITALY
P.zza E. Duse, 2
20122 Milano (MI)

CANTIERE: DATA CENTER
da realizzare nel Comune di Settimo Milanese (MI)
in Via Reiss Romoli, 85

OGGETTO:

RELAZIONE GEOTECNICA
INDAGINI GEOGNOSTICHE

Data emissione: 18/07/14

STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.
CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.
VIA MINCIO, 22 – C.A.P. 20139 **M I L A N O** TEL. 02.5393977 – FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI GEOARCHEOLOGICI – PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO – COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 – SOA 5496/58/01

Milano, 27/06/2014

Prot. N. 6229/055/14

Spett.le
GENERALE PREFABBRICATI S.P.A.
CENTRO DIREZIONALE QUATTROTORRI
Ellera Stazione
PERUGIA

OGGETTO: Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno di fondazione di un edificio industriale di prossima costruzione nel Comune di SETTIMO MILANESE (MI) – VIA REISS ROMOLI.
RELAZIONE GEOTECNICA

Introduzione

Nel presente rapporto sono analizzati i terreni e le fondazioni interessati dalla costruzione di un edificio industriale situato nel Comune di SETTIMO MILANESE (MI) in Via REISS ROMOLI, 85.

Per la definizione delle caratteristiche litologiche e meccaniche dei terreni dell'area d'insediamento dell'edificio è stata condotta nel giugno 2014 una campagna d'indagini geognostiche e geotecniche in situ consistita nell'esecuzione di un sondaggio con prove penetrometriche tipo SPT in avanzamento e di prove penetrometriche dinamiche continue. Per la classificazione sismica dei suoli è stata altresì eseguita una indagine geofisica consistente in un allineamento MASW.

I risultati dell'indagine hanno permesso di esaminare e definire i seguenti argomenti che sono l'oggetto della presente relazione:

- caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni,
- indicazioni sull'idrologia della zona,

- classificazione sismica dell'area,
- indicazione della tipologia di fondazione e relativa analisi,
- procedure esecutive.

Riferimento altimetrico

Il riferimento delle profondità assunto nel seguito si identifica con quello dell'indagine che coincide con il piano della soglia dell'ingresso carrabile ai capannoni esistenti e corrisponde alla +132.93 m s.m.m calcolata dalla quota +133.3 indicata dalla Committente (cfr. figura 1.2).

Normative

- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 11/03/88: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, ecc.".
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. n° 30483 del 24/09/88.
- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 14/01/08.
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/09.

Raccomandazioni e specifiche

- A.G.I. - ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA – "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle Indagini geotecniche" (1977).
- DEPARTMENT of the NAVY - NAV-FAC DM-7 – "Soil Mechanics, Foundations, and earth structures" (1971).
- A.S.T.M. D 1586-67 - "Standard Method for penetration Test and Split Barrel Sampling at Soils" (1974).

Riferimenti bibliografici

- J. E. BOWLES – "Foundation Analysis and Design" – (1982 e 1988).
- M. JAMIOLKOWSKI, E. PASQUALINI – "Previsioni dei cedimenti delle fondazioni superficiali poggianti su terreni sabbiosi ..." – V Ciclo annuale di conferenze dedicate ai problemi di ingegneria delle fondazioni – TORINO (1974).
- T. W. LAMBE; R. V. WHITMAN – *"Soil Mechanics"* – (1969).
- R. LANCELLOTTA – "Geotecnica" – Ed. ZANICHELLI – (1993).
- E. SCHULTZE, J. MEZEMBACH – "SPT and Compressibility of Soils" – V ICSMFE (1961).
- F. SCHNAID – "In Situ Testing in Geomechanics" – Taylor & Francis (2009).
- K. TERZAGHI – "Theoretical Soil Mechanics" – (1943).
- VIGGIANI C. – "Fondazioni" – (2003).

Capitolo 1 ***CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA***

1.1 - Indagine geotecnica

La dotazione della campagna d'indagine geotecnica in situ eseguita nell'area in esame e utilizzata nel seguito è riportata nella tabella 1.1.

TABELLA 1.1 – DOTAZIONE DELL'INDAGINE IN SITU

TIPO	N°
Sondaggio	1
Prova penetrometrica *S.P.T.*	13
Prova penetrometrica dinamica continua	2
Allineamento MASW	1

Nelle tabelle 1.2, 1.3 e nella figura 1.1 sono riassunti i risultati più significativi delle prove penetrometriche.

Nella figura 1.2 è riportata l'ubicazione delle verticali d'indagine.

Nel disegno n° 6229/4A del 16/06/2014 sono illustrati i risultati delle indagini geotecniche con gli identificativi plano-altimetrici delle prove eseguite.
Nella relazione prot. n° 6229/5A del giugno 2014 sono riportati i risultati dell'indagine geofisica eseguita con metodologia MASW e la relativa interpretazione.

TABELLA 1.2 – RIASSUNTO PROVE PENETROMETRICHE CONTINUE

PROVA N°	Q_{pc} [m]	Q_5 [m]	Q_{10} [m]	Q_{15} [m]	Q_M [m]
P5	-0,2	-2,4; -5,8	-8,8	-15,1	-17,1
P6	±0,0	-2,3; -6,8	-7,1	-15,2	-18,0

Q_{pc} = quota del piano campagna,
$Q_{5\text{-}10\text{-}15}$ = quota in cui $N_c \geq$ 5-10-15 colpi/piede (N_c = resistenza penetrometrica),
Q_M = quota di fine prova.

TABELLA 1.2 – RIASSUNTO RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE SPT

Prova	Q_{SPT} [m]	N_{SPT} [colpi/piede]
1	-1,6	14
2	-3,1	5
3	-4,6	10
4	-6,1	21
5	-7,6	7
6	-9,1	12
7	-10,6	19
8	-12,1	9
9	-13,6	6
10	-15,1	4
11	-16,6	28
12	-18,1	15
13	-19,6	21

Q_{SPT} = quota di prova SPT,

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT.

dei terreni investigati.
Nelle figure 2.1÷2.4 sono diagrammati con la profondità gli andamenti dell'angolo d'attrito φ', della densità relativa D_r, del gradiente *m* e del modulo di deformazione E di YOUNG, dedotti dalle resistenze $(N_1)_{60\text{-}SPT}$ riportate nella figura 2.5.
Le correlazioni adottate sono riportate in grassetto in calce alle figure.

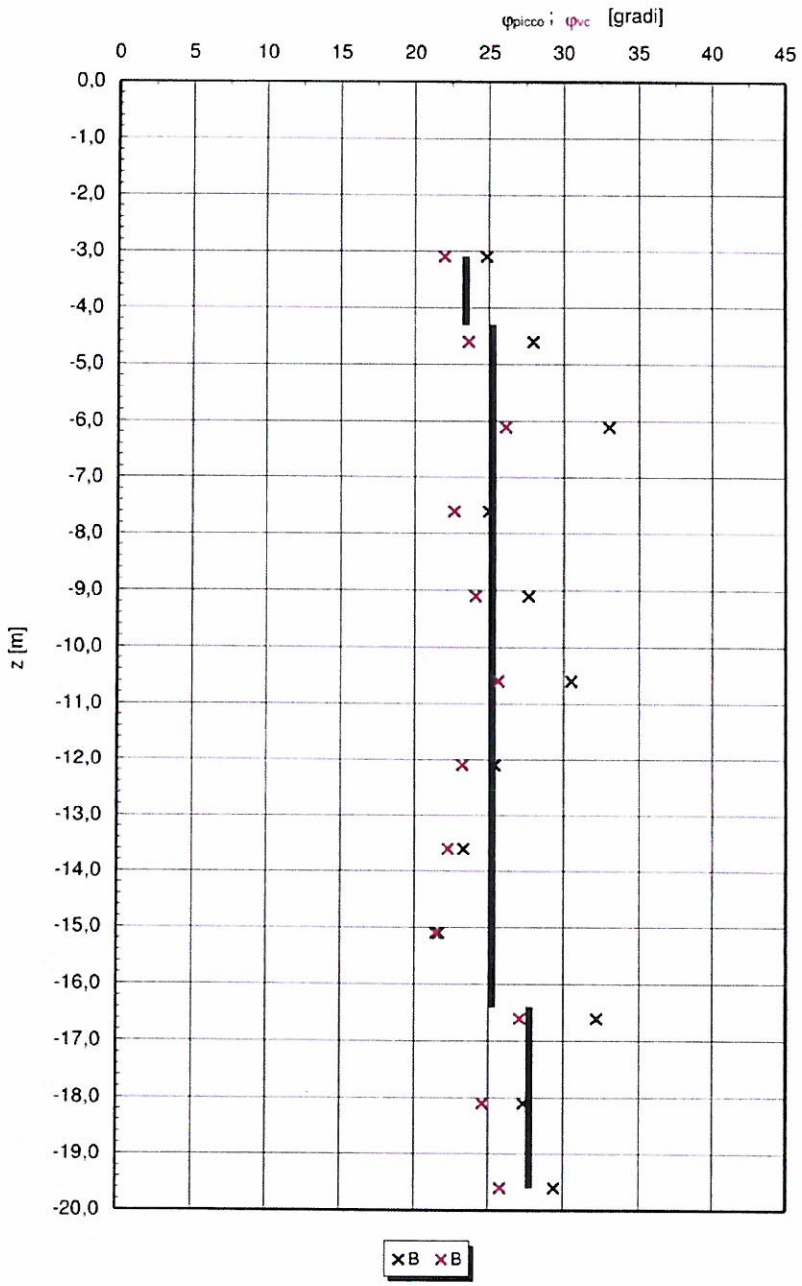
Nella tabella 2.1 si riportano i valori delle caratteristiche geotecniche più significative dei terreni dell'area in esame nella schematizzazione sopra illustrata.
A tali parametri viene fatto riferimento nelle analisi seguenti.

TABELLA 2.1 – MODELLO GEOTECNICO

STRATO	Q_L [m]	$(N_1)_{60_SPT}$ [/]	γ [kN/m³]	φ' [gradi]	φ'_{vc} [gradi]	φ'_{calc} [gradi]	D_r [%]	m [/]	n [/]	ν [/]
A p.b.	-7	7	19	25	22	24	35	440	0,5	0,3
B	-16	10	19	27	24	25	40	520	0,5	0,3
C	/	15	19	29,5	26	27.5	50	640	0,5	0,3

Nelle figure 2.1÷2.4 e nella tabella 2.1 si è indicato con:
Q_L = quota del letto dello strato,
$(N_1)_{60_SPT}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata,
γ = peso di volume fuori falda,
φ' = angolo d'attrito di picco,
φ'_{cv} = angolo d'attrito a volume costante calcolato secondo BOLTON = φ' - (M*DI),
DI = D_r*(10-ln σ'$_v$)-1 (σ'$_v$ = pressione media),
M = coefficiente assunto pari a 3,
φ'_{calc} = angolo d'attrito operativo valutato come valore intermedio tra φ' e φ'_{cv},
D_r = densità relativa,
m = gradiente del modulo di YOUNG E_{VC} nella formulazione $E_{VC} = m\ (\sigma_c/\sigma_r)^n\ \sigma_r$ (JANBU) , σ_c; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per *E* e σ_c in kPa,
E_{VC} = modulo di YOUNG (curva vergine); il modulo di Young $E_{UL\text{-}RL}$ di scarico e ricarico è pari a $\alpha^* E_{VC}$; α per i terreni in esame α assume il valore pari a 2,
ν = rapporto di POISSON.

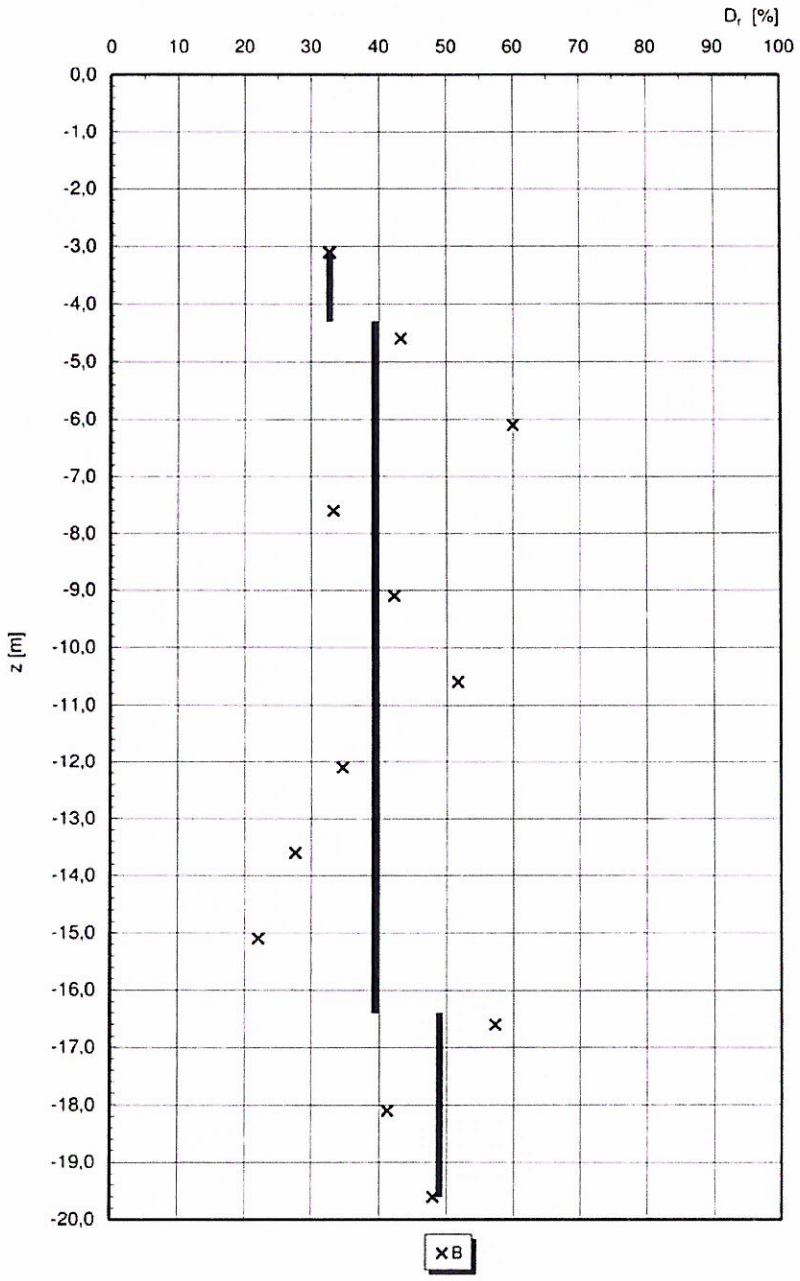
FIGURA 2.1 – ANDAMENTO ANGOLO D'ATTRITO φ - PROFONDITÀ



φ = 15 + [15 * $(N_1)_{60}$]^{0,5} (sabbie fini limose - SHIOI & FUKUNI - 1982; ROAD BRIDGE SPECIFICATION)
φ = 27 + 0,3 * $(N_1)_{60}$ (sabbie medio grosse e sabbie ghiaiose - JAPANESE NATIONAL RAILWAY)
φ = 15 + [20 * $(N_1)_{60}$]^{0,5} (sabbie medio grosse e sabbie debolmente ghiaiose - OWASAKI & IWASAKI)

$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$
$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa
N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata
E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%
$C_N = (98,1/\sigma'_{v0})^{0,5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

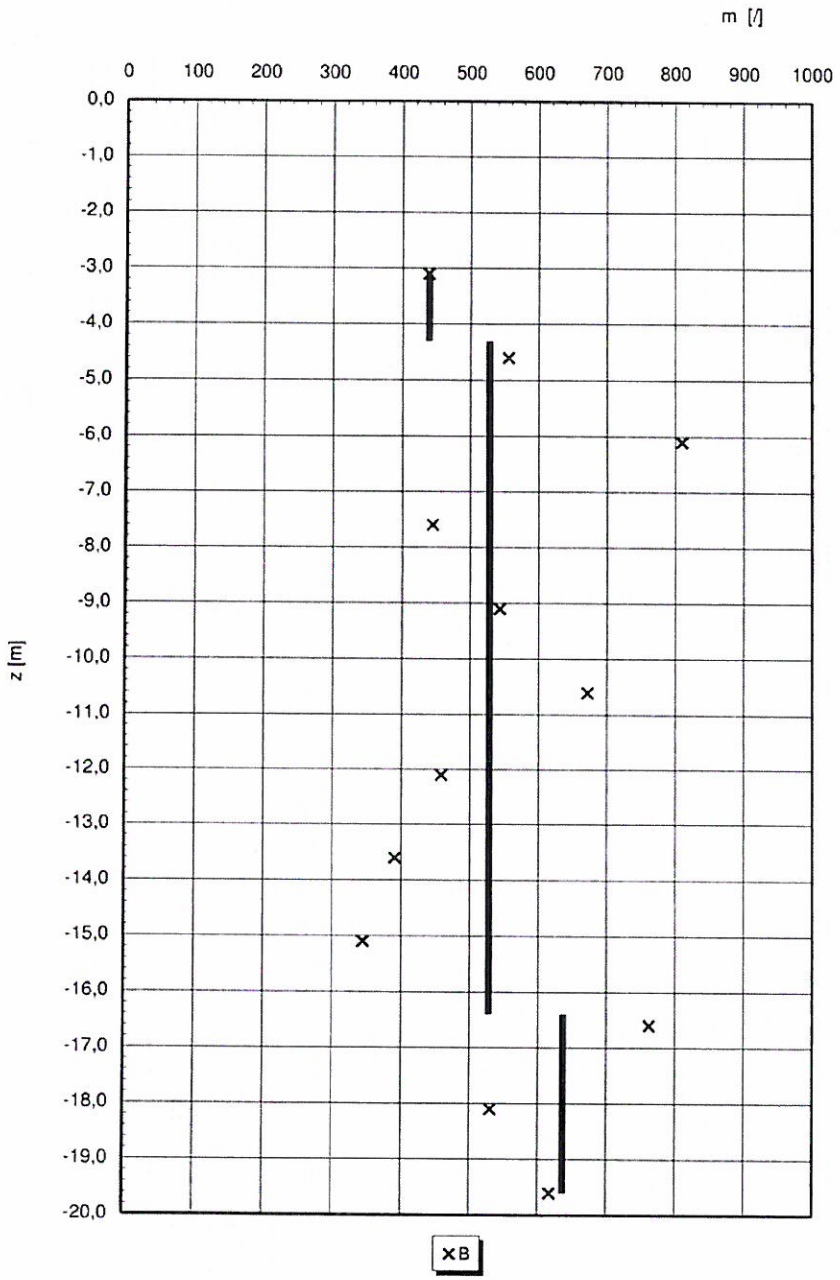
FIGURA 2.2 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_R - PROFONDITÀ



$D_r = [(N_1)_{60}/A]^{1.5}$ (SKEMPTON - 1986)

$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$
$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa
N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata
E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%
$C_N = (98,1/s'_{vo})^{0,5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)
A = 55, 60, 65 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.

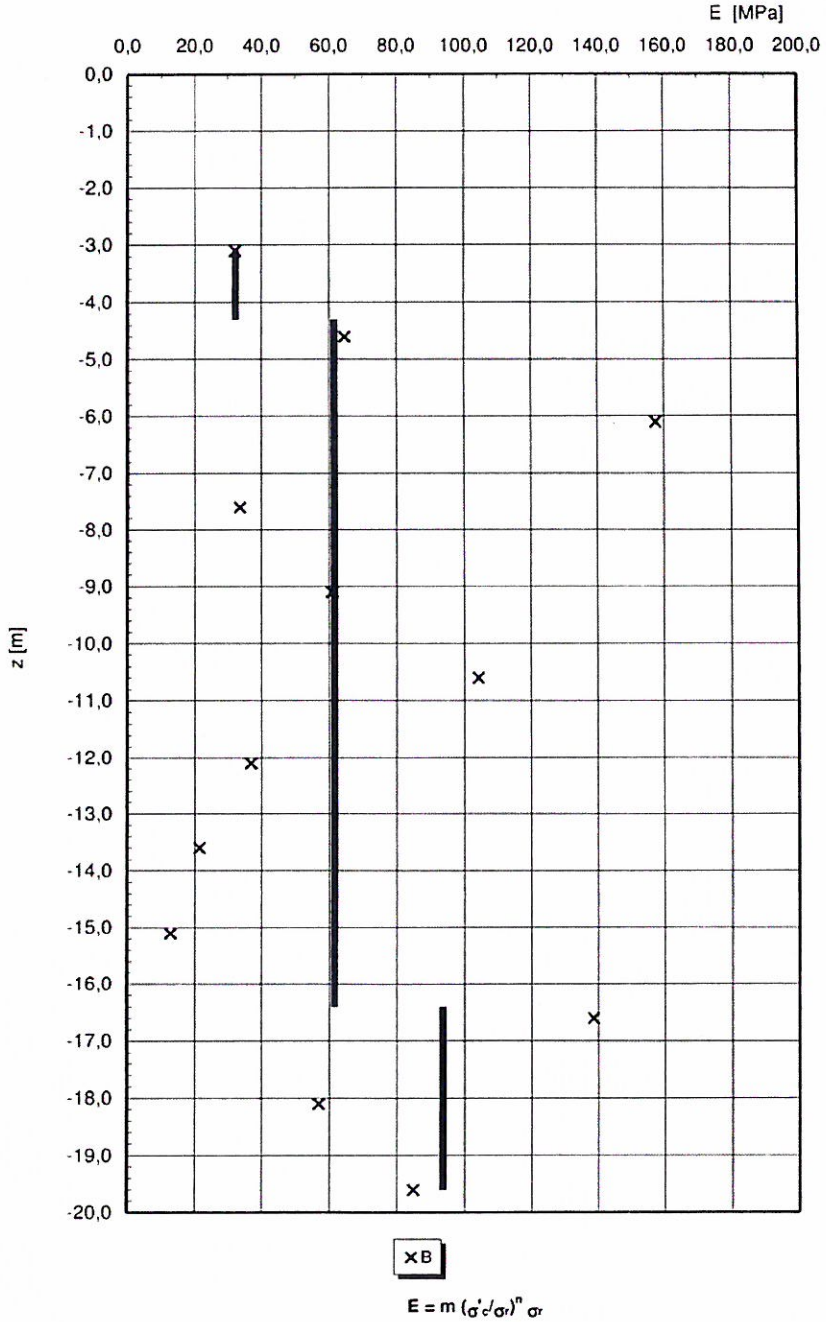
FIGURA 2.3 – ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO *m* - PROFONDITÀ



m = gradiente del modulo = a * e $^{(b*Dr)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)

a, b = parametri adimensionali funzione della granulometria del terreno assunti pari a:
a = 180, 210, 250
b = 0,02, 0,0225, 0,25
rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse,
D_r = densità relativa.

FIGURA 2.4 – ANDAMENTO DEL MODULO ELASTICO *E* - PROFONDITÀ



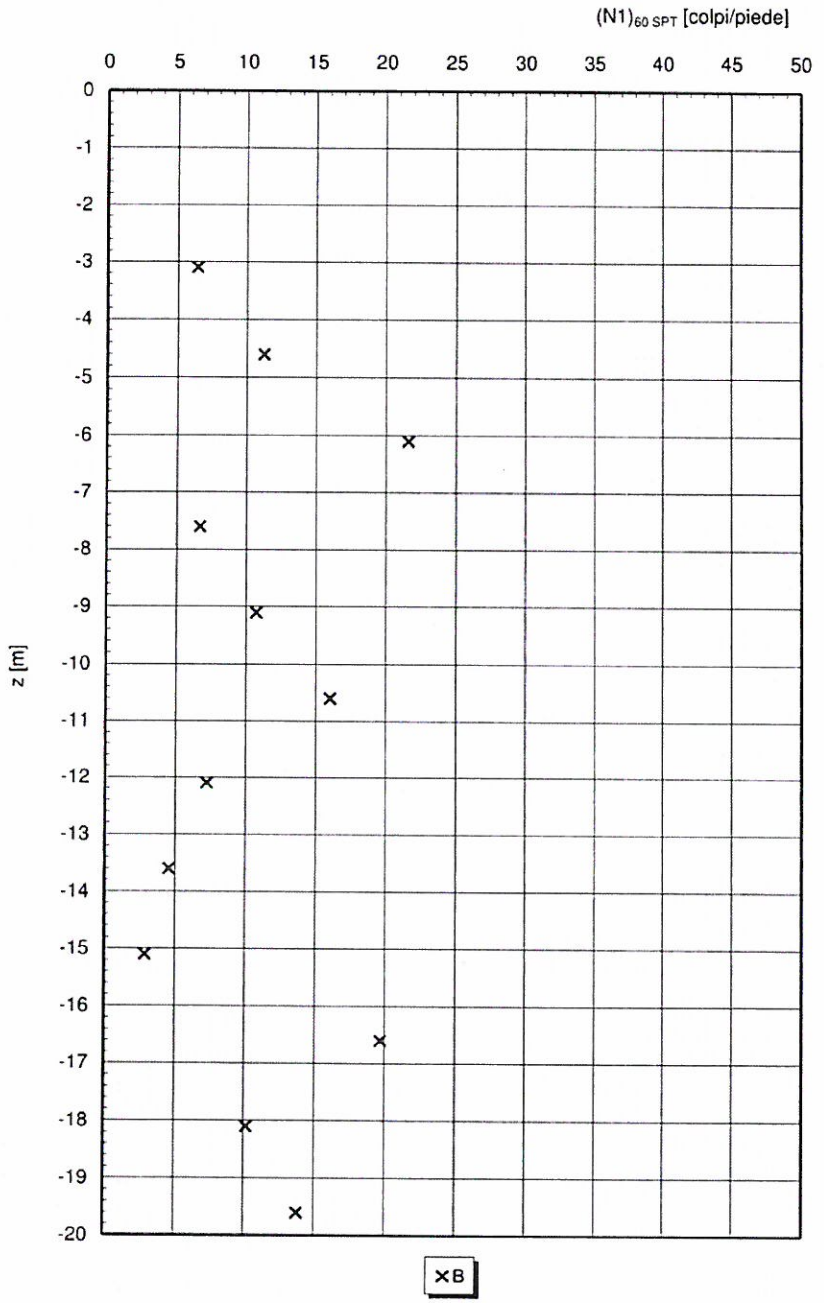
$E = m\,(\sigma'_c/\sigma_r)^n\,\sigma_r$

m = gradiente del modulo = $a * e^{(b\,D_r)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)
n = esponente del modulo
σ'_c = pressione di contenimento efficace in kg/cm², calcolata adottando un coefficiente a riposo = 1-sin φ
σ_r = pressione di riferimento = 100 per E in kPa

$E = 196.2 * B * (N_1)_{60}$ (SCHMERTMANN)

B = 4, 6, 10 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.

FIGURA 2.5 – ANDAMENTO $(N_1)_{60SPT}$ – PROFONDITÀ



$$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$$

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale =100 kPa

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1/\sigma'_{v0})^{5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

2.3 - Idrologia

Nel corso dell'indagine non è stata segnalata la presenza dell'acqua di falda. Questa si ritiene presente nell'area in esame alla quota Q_w pari a:

$$Q_w = -4{,}0 \text{ m.}$$

Si ritiene prudenziale prefissare la $Q_{w,p}$ di progetto pari a:

$$Q_{w,p} = -3{,}5 \text{ m.}$$

Se d'interesse specifico per la progettazione si consiglia uno studio idrologico della zona.

2.4 - Sismicità dell'area

Nel seguito viene fornito un inquadramento generale sulla classificazione sismica dell'area in esame nel rispetto delle disposizioni delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del Decreto Ministeriale del 14/01/2008.

- ***a)*** Secondo la normativa vigente la tipologia del suolo di fondazione è dipendente dal valore v_{s30}, definito come media della velocità delle onde di taglio entro i primi 30 m dal piano di fondazione.
  Si ricorda che la normativa suddivide i terreni secondo quanto esposto nella tabella 2.2.

TABELLA 2.2 – CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI SUOLO

CATEGORIA DI SUOLO	LITOLOGIA	V_{s30} [m/s]	N_{SPT} [/]	c_u [kPa]
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore ≤ 5 m.	>800	/	/
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessore di diverse decine di metri.	360÷800	>50	>250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri.	180÷360	15÷50	70÷250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti.	<180	<15	<70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con v_{s30} >800 m/s.	come *C* o *D*	/	/

v_{s30} = velocità di diffusione delle onde di taglio (cfr. più avanti),
N_{SPT} = resistenza SPT,
c_u = coesione non drenata.

In particolare, come previsto dalle NTC, si considera la velocità v_{s_30} di propagazione delle onde di taglio calcolata come valore equivalente entro la profondità di 30 m dall'imposta delle fondazioni dedotta dai risultati della prova MASW:

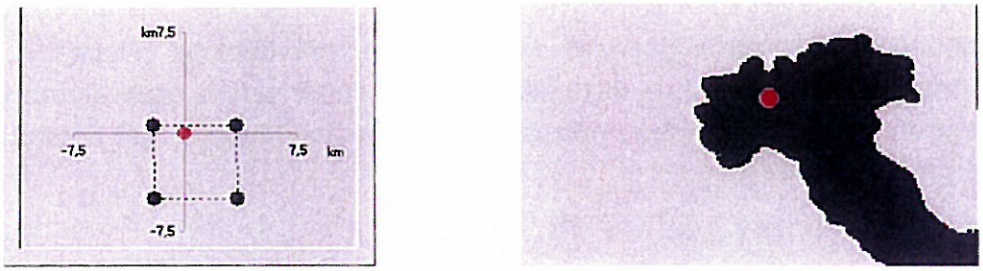
$$v_{s_30} = 270 \text{ m/s}.$$

Dal valore v_{s_30} risulta che terreni in esame fanno parte della **CATEGORIA DI SUOLO C.**

- ***b)*** Le verifiche nei diversi stati limiti vanno condotte adottando le azioni sismiche che sono funzione della "pericolosità sismica" dell'area in esame.
La "pericolosità sismica" è definita a partire dall'accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con piano campagna orizzontale.
Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali definite, sul sito di riferimento, in funzione dei parametri:
  - a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,
  - F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
  - T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di tali parametri sono riportati nella tabella esposta nell'Allegato A del citato decreto in corrispondenza delle coordinate geografiche di una griglia di punti prefissati sul territorio. I parametri dell'area in esame vengono ottenuti per interpolazione lineare tra quattro punti della griglia.
Considerando con sufficiente approssimazione l'area ubicata in corrispondenza del centro del Comune di Settimo Milanese, nella figura 2.6 sono mostrati i quattro punti della griglia in cui è compreso il centro di CORNAREDO e le relative coordinate geografiche.

FIGURA 2.6 - PUNTI DI GRIGLIA ADIACENTI IL SITO IN ESAME



Dall'interpolazione eseguita utilizzando il software del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici "SpettriNTC.ver.1.0.3" risultano, per il sito in esame i valori dei parametri a_g, F_o e T_c^* riportati in tabella 2.3.

TABELLA 2.3 - VALORI DEI PARAMETRI A_G, F_o E T^*_c

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
30	0,017	2,547	0,160
50	0,021	2,524	0,189
72	0,025	2,583	0,195
101	0,028	2,593	0,208
140	0,031	2,614	0,222
201	0,034	2,642	0,234
475	0,043	2,669	0,284
975	0,051	2,732	0,303
2475	0,063	2,840	0,325

T_R = periodo di ritorno,
a_g = accelerazione orizzontale massima del terreno,
F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

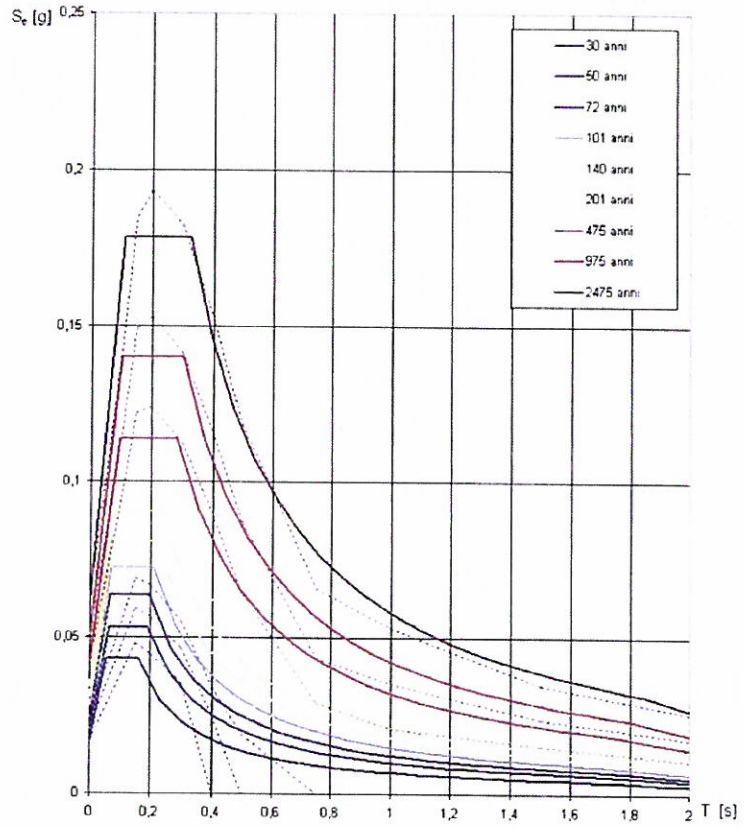
Utilizzando il medesimo software si ricavano gli spettri di risposta elastica delle componenti orizzontali di moto, costruiti a partire dai parametri di tabella 2.3, per i diversi periodi di ritorno considerati dal D.M..
Gli spettri sono riportati nella figura 2.7.

- Con linee continue gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali di moto per diversi periodi di ritorno dell'azione sismica

(D.M. del 14/01/2008).

- Con linee tratteggiate gli spettri definiti dal progetto INGV-S1 (http://esse1.mi.ingv.it/ - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) a partire dai quali sono stati derivati gli spettri di normativa.

FIGURA 2.7 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI SU SUOLO RIGIDO



2.5 – Verifica a liquefazione

Secondo le NTC, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze.

1) Eventi sismici attesi di magnitudo M<5.
2) Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) < 0,1 g.

3) Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali.
4) Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}>30$ oppure $q_{c1N}>180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata con prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.
5) Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure 7.11.1 (a) e 7.11.1 (b) delle NTC.

Da quanto esposto sopra le circostanze 1), 2) si manifestano nel sito in esame. Pertanto la verifica di suscettibilità alla liquefazione dei terreni viene omessa.

Capitolo 3 CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di un edificio industriale ubicato secondo il layout riportato nella figura 1.2.
L'edificio presenta una struttura del tipo puntiforme in calcestruzzo armato prefabbricato impostate su fondazioni nastriformi a graticcio.
Queste, nel predimensionamento trasmettono al terreno pressioni di contatto q_t agli SLU comprese entro il range:

$$q_t = 40 \div 160 \text{ kPa},$$

con valori massimi sulle travi perimetrali dell'ordine dei 200 kPa.

Le fondazioni sono previste impostate alla quota Q_f pari a:

$$Q_f = -2{,}3 \text{ m}.$$

Capitolo 4 **FONDAZIONI**

4.1 – Definizione della tipologia di fondazione da adottare per le strutture in progetto

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni in esame ed in considerazione delle caratteristiche strutturali e di carico di quanto in progetto, si ritiene ammissibile in prima istanza l'adozione delle fondazioni dirette impostate alla quota di progetto. A tale quota sono infatti presenti in quasi tutta l'area i terreni costituenti la parte bassa dello strato A che si ritengono idonei come sedime delle fondazioni. Laddove localmente fossero presenti i terreni costituenti la parte alta dello strato A, risultati alquanto eterogeni con associate caratteristiche meccaniche scadenti, occorrerà prevederne la bonifica. Si rimanda al riguardo al capitolo 5.

4.2 - Analisi fondazioni dirette superficiali - Calcolo della resistenza R_D per collasso del complesso fondazione-terreno (SLU – GEO) – Calcolo dei cedimenti

4.2.1 - Ipotesi e modalità di calcolo

Nel seguito sono analizzate fondazioni del tipo nastriforme aventi larghezza variabile entro il range 1,2÷3 m, impostate direttamente sui terreni dello strato A, parte bassa, alla quota Q_f = -2,3 m.

I calcoli di resistenza sono condotti agli stati limiti ultimi, in condizioni statiche e dinamiche[1], secondo quanto prescritto nelle NTC, utilizzando i parametri corrispondenti ad un valore di T_R pari a 475 anni.

4.2.2 - Risultati dei calcoli

Nell'APPENDICE DI CALCOLO sono riportate le ipotesi, le modalità, i parametri e i risultati dei calcoli di resistenza e di cedimento della fondazione.

I risultati sono riassunti nella tabella 4.1.

La resistenza indicata nella tabella si riferisce alla condizione statica (assenza di sisma). La resistenza in condizioni dinamiche (sotto sisma) è riportata in appendice nella relativa sezione.

[1] La resistenza pseudo-statica delle fondazioni nei confronti del raggiungimento del collasso del terreno subisce una riduzione per l'effetto cinematico e inerziale. Nelle analisi condotte il primo viene direttamente tenuto in conto introducendo i valori di F_0 e di a_g dedotti dalla tabella 2.3 della relazione di riferimento. Non essendo noti a priori i valori dell'inclinazione *i* del carico agente sul piano di posa della fondazione, la R_c viene valutata per differenti valori di *i*. La R_c da assumere nelle verifiche GEO sarà pertanto definita in una successiva fase del progetto noto il valore di *i*.

TABELLA 4.1 – RIASSUNTO CALCOLO RESISTENZA R_c PLATEA DI FONDAZIONE
CALCOLO CEDIMENTI

B [m]	R_c [kPa]	q_{t_calc} [kPa]	w [cm]	k_{vm} [kN/m³]	k_{si} [kN/m³]	R_{DA1-c2} [kPa]	R_{DA2} [kPa]
1,0	451,2	150,4	1,34	11194,3	16791,5	154,4	196,2
1,5	456,3	152,1	1,87	8123,2	12184,8	155,0	198,4
2,0	480,2	160,1	2,51	6386,2	9579,4	162,3	208,8
2,5	482,6	160,9	3,02	5319,3	7978,9	162,2	209,8
3,0	489,9	163,3	3,57	4580,2	6870,3	163,9	213,0

B = larghezza della fondazione (B' della [4.1]),
R_c = resistenza di calcolo del complesso fondazione- terreno,
q_{t_calc} = pressione di contatto fondazione-terreno per il calcolo dei cedimenti (= $R_c/3$),
w = cedimento medio sotto la pressione q_{t_calc},
R_{DA1-c2} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2),
R_{DA2} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) del D.M. del 14/01/08,
k_{vm} = coefficiente medio di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER = (q_{t_calc}/w),
k_{si} = coefficiente di sottofondo verticale tangente iniziale riferito alla funzione di tipo iperbolico:

$$q_{t_calc} = R_c * k_{si} * w_t / (R_c + k_{si} * w_t).$$

4.3 - Indicazioni progettuali

- a) Nelle verifiche agli SLU per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO) e quindi laddove si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni, si potrà considerare l'APPROCCIO 2 (combinazione (A1+M1+R3) – R_{DA2} di tabella 1).

- b) La PRESSIONE DI CONTATTO FONDAZIONE-TERRENO q_t potrà essere calcolata nel rispetto della seguente espressione (MEYERHOF - 1953):

$$q_t = N/B' \quad [4.1]$$

dove:
B' = B - 2 * e,
e = M/N
N = risultante forze verticali in fondazione,
M = coppia in fondazione.

- c) L'eccentricità del carico sarà tale che la risultante dei carichi verticali sia posta all'interno del nocciolo centrale d'inerzia.

- **d)** La resistenza calcolata potrà essere adottata per tagli inferiori al 10% della risultante dei carichi verticali. Per tagli maggiori la resistenza dovrà essere decurtata in accordo con il metodo di calcolo adottato.

- **e)** I cedimenti calcolati sono da intendere per buona parte come cedimenti "istantanei". I cedimenti differiti nel tempo dovuti a fenomeni di *creep*. Questi, secondo BURLAND & BARBIDGE (1985) a partire dal termine della costruzione a 50 anni, ammonterebbero a circa il 30% del cedimento totale calcolato.

- **f)** Come prescritto nelle NTC occorrerà verificare che le deformazioni derivanti dai cedimenti delle fondazioni siano ammissibili con la funzionalità dell'opera in progetto (verifiche SLE). Nelle analisi utili allo scopo potranno essere adottati i parametri di deformabilità indicati nella tabella 1.

Capitolo 5 ***RACCOMANDAZIONI ESECUTIVE***

Le fondazioni dell'edificio in esame sono state considerate impostate alla quota di progetto Q_f = -2,3 m, sui terreni in situ costituiti dalla parte bassa dello strato A.

Considerato che la Q_f è posta al passaggio tra la parte alta e la parte bassa dello strato A, sarà necessaria la visione critica dei terreni del fondo scavo predisposto per la posa delle fondazioni finalizzata a verificare la presenza dei previsti terreni in situ.

Qualora al fondo scavo fossero presenti i terreni del ricoprimento superficiale, materiale organico, lenti di terreno particolarmente molle, occorrerà prevederne la bonifica.

Questa potrà essere costituita da inerte vibrocompattato o da calcestruzzo magro.

Nel primo caso si consiglia l'utilizzo d'inerte con il 70% di ghiaia e ghiaietto, il 25% di sabbia e il 5% di fino deposti a strati. Gli spessori degli strati di stesura saranno funzione dell'apparecchiatura di compattazione adottata e comunque non superiore a 0,3 m. In ogni caso i materiali stesi dovranno raggiungere il 97,5% dell'OTTIMO DI PROCTOR MODIFICATO.

Qualora si adottasse calcestruzzo magro questo sarà dosato a 100 kg/m^3 di cemento.

L'adozione del calcestruzzo magro è consigliata in corrispondenza di fondazioni di ridotte dimensioni, in quanto ivi la lavorazione dell'inerte appare particolarmente disagevole.

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO
Dott. Ing. UMBERTO CROCE
Iscritto all'Albo Provinciale
n° A 27236

APPENDICE DI CALCOLO

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE
MODALITA' DI CALCOLO DELLA RESISTENZA

CONDIZIONE STATICA

La resistenza di calcolo R_c del complesso fondazione-terreno viene calcolata utilizzando l'espressione BRINCH-HANSEN (1970):

$$R_c = c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c + q'*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q + 0,5*\gamma'_i*B'*N_\gamma*s_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma*r_\gamma \quad [1]$$

dove:

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio;

$N_c = (N_q-1)/\tan\varphi'$,

$N_q = \tan^2(45°+\varphi'/2)*e^{\pi*\tan\varphi'}$,

$N_\gamma = 2*(N_q+1)*\tan\varphi'$,

φ' = angolo di resistenza al taglio efficace,

c = coesione,

s = fattori di forma della fondazione,

i = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico,

b = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione α_{pf} ella base della fondazione,

g = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione α_{pc} del piano campagna,

d = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa,

$r_\gamma = 1-0,25*\log(B/2)$ = fattore di riduzione della R_c in funzione di B,

γ'_i = peso di volume efficace del terreno al disotto della fondazione,

$B' = B -2*e$,

B = lato minore della fondazione,

e = eccentricità del carico,

$q' = \gamma'_s*D_f$ = sovraccarico a lato della fondazione,

D_f = immorsamento della fondazione,

γ'_s = peso di volume efficace del terreno al disopra della fondazione.

Per tenere in conto la dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dal livello tensionale il programma, su richiesta, considera quanto proposto da BOLTON (1986) secondo cui il valore dell'angolo d'attrito massimo (valore massimo φ'_p di picco) ed il valore ultimo (φ'_{cv}, valore minimo a volume costante) sono legati dall'espressione:

$$\varphi'_p - \varphi'_{cv} = m*[D_r*(10-\ln p'_f)-1]$$

dove:

D_r = densità relativa,

p'_f = pressione media efficace a rottura = $(p_{lim}+3*q')*(1-\text{sen}\varphi')/4$ (DE BEER - 1964).

Il calcolo della p_{lim} viene condotto iterativamente utilizzando il valore di φ'_{cv} fino a convergenza (φ'_3).

Nell'analisi agli S.L.E., la pressione di contatto fondazione-terreno p_{t_calc}, utilizzata per il calcolo del cedimento della fondazione, viene valutata introducendo il coefficiente F_s:

$$p_{t_calc} = R_c/F_s$$

Nel calcolo agli stati limiti ultimi (S.L.U.), la verifica per collasso dovuto al raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno deve soddisfare la condizione:

$$E_d <= R_d$$

dove E_d e R_d sono rispettivamente i valori di progetto dell'azione e della resistenza.

La R_d viene calcolata secondo il D.M. del 14/01/08:

Approccio 1 - Combinazione 1: $R_d = R_{c1}(\varphi, c)$

Approccio 1 - Combinazione 2: $R_d = 1/\gamma_{R2} * R_{c2}(\varphi_R, c_R)$

Approccio 2: $R_d = 1/\gamma_{R3} * R_{c1}(\varphi, c)$

Per $R_{c1}(\varphi, c)$ si è indicata la resistenza di calcolo più sopra trattata, per $R_{c2}(\varphi_R, c_R)$ la resistenza di calcolo valutata adottando i valori di φ e c ridotti secondo l'espressione:

$$\varphi_R = \arctan[\tan(\varphi)/\gamma_{M2}]$$

$$c_R = c/\gamma_{M2}$$

Sopra si è indicato con:

γ_{R2} = coefficiente parziale pari a 1,8 (tabella 6.4.I - D.M. 14/01/08),

γ_{R3} = coefficiente parziale pari a 2,3 (tabella 6.4.I - D.M. 14/01/08),

γ_{M2} = coefficiente parziale pari a 1,25 e 1,4 rispettivamente per terreno in condizione drenata e non drenata (tabella 6.2II - D.M. 14/01/08).

CONDIZIONE CON SISMA (ANALISI PSEUDO-STATICA)

In condizione sismica, nell'analisi pseudo-statica la resistenza R_c subisce una riduzione per l'effetto inerziale e cinematico.

La variazione viene portata in conto impiegando coefficienti correttivi come di seguito esposto.

. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti *i* dell'espressione [1] in funzione del coefficiente sismico K_{hi} che influenza l'inclinazione del carico agente sul piano di posa della fondazione rispetto alla verticale.

. L'effetto cinematico modifica il solo fattore N_γ ad opera del coefficiente correttivo $e_{\gamma k}$.

Il coefficiente correttivo $e_{\gamma k}$ viene calcolato tramite il Metodo delle Caratteristiche secondo il quale risulta pari a:

$$e_{\gamma k} = [1 - K_{hk}/\tan(\varphi)]^{0,45}.$$

Il valore del coefficiente di accelerazione sismico orizzontale del terreno K_{hk} è valutato con l'espressione:

$$K_{hk} = \beta_s * a_{max}/g$$

β_s = coefficiente di riduzione della accelerazione a_{max} attesa al sito e assume i valori riportati nella tabella 7.11.1 in funzione di a_g e della categoria di sottosuolo,

a_g [g] = accelerazione orizzontale massima del terreno in funzione del tempo di ritorno T_R,

g = accelerazione di gravità.

L'accelerazione a_{max} attesa al sito è valutata tramite l'espressione:

$$a_{max} = S_s * S_T * a_g$$

S_s = cefficiente di amplificazione stratigrafica funzione di F_0, di a_g e della categoria di sottosuolo,

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

S_T = coeff. d'amplificazione topografica funzione della categoria topografica (cfr. tab. 3.2.VI delle NTC).
Oltre a quanto sopra la R_c viene valutata considerando la riduzione del peso di volume γ che in condizioni pseudo-statiche può essere assunto pari a:

$$\gamma^* = \alpha_\gamma * \gamma$$

$\alpha_\gamma = [(1-K_v)^2 + K_h^2]^{0,5}$

$K_v = 0,5\ K_h$,

K_{hk} = già definito sopra.

Sulla base dio quanto sopra, il calcolo di R_c viene eseguito facendo riferimento ai valori di T_R prefissati e dell'accelerazione a_g dedotta dalla classificazione sismica. Non essendo nota a priori l'inclinazione del carico agente sul piano di posa della fondazione, la R_c viene valutata per differenti valori di *i*. La R_c da assumere nelle verifiche GEO sarà quindi definita in una successiva fase del progetto, noto il valore di *i*.

MODALITA' DI CALCOLO DEI CEDIMENTI

Metodo di BURLAND e BURBIDGE (1984)

Il calcolo del cedimento $w_{B\&B}$ di una fondazione diretta viene condotto secondo BURLAND e BURBIDGE utilizzando la seguente espressione:

$$w_{B\&B} = f_s * f_H * f_t * [\sigma'_{v0} * B'^{0,7} * I_c/3 + (p_{t_calc} - \sigma'_{v0}) * B'^{0,7} * I_c] \quad [mm]$$

p_{t_calc} = pressione verticale di contatto fondazione-terreno [kPa],

σ'_{v0} = tensione verticale efficace agente alla Q_f [kPa],

B' = minima dimensione dell'area reagente della fondazione [m],

I_c = indice di compressibilità funzione della N_{SPT},

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi funzione della forma della fondazione, dello spessore dello strato compressibile e della componentre viscosa dei cedimenti.

Metodo del semispazio elastico (BOWLES -1982)

Il calcolo del cedimento w_B di una fondazione diretta è condotto utilizzando la seguente espressione

$$w_B = (p_{t_calc} - \sigma_0) * B' * I_w * I_F * (1-\nu^2)/E_s + \sigma_0 * B' * I_w * I_F * (1-\nu^2)/(\alpha * E_s)$$

p_{t_calc} = pressione verticale di contatto fondazione-terreno [kPa],

σ_o = pressione di sovraconsolidazione,

B' = minima dimensione dell'area reagente della fondazione,

I_w = coefficiente d'influenza per fondazione "rigida", funzione di B', L' (BOWLES - 1982),

I_F = coefficiente d'influenza secondo FOX (1948) funzione del rapporto D, B', L',

D = profondità d'imposta della fondazione rispetto al piano campagna originario Q_{pc},

ν = coefficiente di Poisson,

$E_s = m*(\sigma'_h/100)^n*100$ = modulo di elasticità del terreno [kPa],

m = gradiente del modulo E_s,

n = esponente del modulo,

σ'_h = pressione orizzontale efficace in esercizio alla profonditaà = $\sigma'_v * k_0$,

σ'_v = pressione verticale efficace in esercizio alla profondità $\alpha * B'/2$ da Q_f,

k_0 = coeffciiente di pressione a riposo = (1-senφ).

DATI DI INPUT

Geotecnica

Strato n°	φ [gradi]	c [kPa]	D_r [%]	γ_i [kN/m^3]	N_{SPT} [/]	m [/]	Q_i [m]
1	24,0	0,0	35,0	19,0	7	440,0	7,0
2	25,0	0,0	40,0	0,0	10	520,0	50,0
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0

γ_s	15,0	
n	0,60	
ν	0,30	
Q_w	3,5	Quota livello acqua sotterranea [m]

Geometrie

FONDAZIONI NASTRIFORMI

Calcolo n°	B [m]	L [m]	Q_{pc} [m]	Q_{pci} [m]	Q_f [m]	α_{pf} [gradi]	α_{pc} [gradi]
1	1,00	5,00	0,0	0,5	2,3	0,0	0,0
2	1,50	7,50	0,0	0,5	2,3	0,0	0,0
3	2,00	10,00	0,0	0,5	2,3	0,0	0,0
4	2,50	12,50	0,0	0,5	2,3	0,0	0,0
5	3,00	15,00	0,0	0,5	2,3	0,0	0,0

Carichi

Calcolo n°	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
1	1,0	0,0	0,0
2	1,0	0,0	0,0
3	1,0	0,0	0,0
4	1,0	0,0	0,0
5	1,0	0,0	0,0

Generali

Spess. strato deformabile [m]:	50,0
Tipo di carico:	statico
Tempo [anni]	1,0
Cedimento ammiss. w_{amm} [cm]:	/
Terreno:	G/S-G
Coefficiente F_s:	3,0
α (cfr. sotto):	1,5
E_{OCR}/E_{NC} (E = modulo di Young)	1,5

a_g [g]:	0,043
F_0:	2,669
T^*_c:	0,284
Tipo suolo:	C
Categoria topografia T:	T1

NB. Il singolo parametro geotecnico P introdotto nei calcoli (φ, m, N_{SPT}, D_r) rappresenta il valore medio ponderale dei parametri dei singoli strati, entro lo spessore α*B di terreno significativamente interessato dalla fondazione, calcolato utilizzando l'espressione generica:

$$P = (\Sigma i\ P_i * \Delta H_i)/(\alpha * B)$$

P_i = generico parametro relativo allo strato iesimo,

ΔH_i = spessore terreno con associato il parametro P_i

RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA IN CONDIZIONI STATICHE

Parametri

B [m]	φ_1 [gradi]	φ_2 [gradi]	φ_3 [gradi]	c [kPa]	γ_i [kN/m^3]
1,0	24,0	24,0	**24,0**	0,0	17,2
1,5	24,0	24,0	**24,0**	0,0	14,8
2,0	24,0	24,0	**24,0**	0,0	13,6
2,5	24,0	24,0	**24,0**	0,0	12,9
3,0	24,0	24,0	**24,0**	0,0	12,4

Il calcolo è eseguito senza decurtazione di Fi secondo BOLTON

Coefficienti

Calcolo n°	1	2	3	4	5	
N_c	19,32	19,32	19,32	19,32	19,32	
s_c	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	$s_c=1+N_q/N_c*B'/L$ (ISOL.); sc=1 (NASTR.)
d_c	1,37	1,31	1,31	1,25	1,21	$d_c=d_q-(1-d_q)/(N_c*\tan\varphi)$
i_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	ic = iq - (1-iq)/(Nq-1)
b_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$b_c=b_q-(1-b_q)/(N_c*\tan\varphi)$
g_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$g_c=g_q-(1-g_q)/(N_c*\tan\alpha_{pc})$
γ_i'	17,20	14,80	13,60	12,88	12,40	
N_γ	9,44	9,44	9,44	9,44	9,44	
s_γ	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	$s_\gamma=1-0,4*B/L$
i_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$i_\gamma=[1-(T/(N+B'*L*c/\tan\varphi)]^{(m+1)}$
b_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$b_\gamma=(1-\alpha_{pf}*\tan\varphi)^2$
g_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$g_\gamma=(1-\tan\alpha_{pc})^2$
q'	27,00	27,00	27,00	27,00	27,00	
N_q	9,60	9,60	9,60	9,60	9,60	
s_q	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09	$s_q=1+B/L*\tan\varphi$
d_q	1,33	1,27	1,28	1,23	1,19	$d_q=1+2*\tan\varphi*(1-\text{sen}\varphi)^2*\tan^{-1}(D/B)$ per (*) D/B>=1
i_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$i_q=[1-T/(N+B'*L*c/\tan\varphi)]^m$ m=(2+B'*L)/(1+B'/L)
b_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$b_q=(1-\alpha_{pf}*\tan\varphi)^2$
g_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$g_q=(1-\tan\alpha_{pc})^2$
r_γ	1,00	1,00	1,00	0,98	0,96	

(*) $d_q=1+2*D/B*\tan\varphi*(1-\text{sen}\varphi)^2$ (D/B<1)

Risultati

			S.L.U.		
			A1-c1	A1-c2	A2
Calcolo n°	R_{c1} [kPa]	R_{c2} [kPa]	R_D [kPa]	R_D [kPa]	R_D [kPa]
1	**451,2**	**277,9**	**451,2**	**154,4**	**196,2**
2	**456,3**	**279,1**	**456,3**	**155,0**	**198,4**
3	**480,2**	**292,1**	**480,2**	**162,3**	**208,8**
4	**482,6**	**292,0**	**482,6**	**162,2**	**209,8**
5	**489,9**	**294,9**	**489,9**	**163,9**	**213,0**

A1-c1 = Appr. 1 Comb. 1
A1-c2 = Appr. 1 Comb. 2
A2 = Appr. 2

RISULTATI DEI CALCOLI DI CEDIMENTO

Metodo di BURLAND & BURBRIDGE

Coefficienti

Calcolo	f_s	f_H	f_t	N_{SPT}	$N_{SPTcorr}$	I_c	σ'_{v0}
n°	/	/	/	/	/	/	[kPa]
1	1,42	1,00	1,20	7,0	8,8	0,08	34,5
2	1,42	1,00	1,20	7,0	8,8	0,08	34,5
3	1,42	1,00	1,20	7,0	8,8	0,08	34,5
4	1,42	1,00	1,20	7,0	8,8	0,08	34,5
5	1,42	1,00	1,20	7,0	8,8	0,08	34,5

Metodo del semispazio elastico (BOWLES -1982)

Coefficienti

Calcolo n°	I_w /	I_F /	σ'_v [kPa]	k_0 /	σ'_h [kPa]	σ_0 [kPa]	m [/]	E [kPa]
1	1,88	0,72	41,3	0,59	24,5	34,5	440,0	18908,4
2	1,88	0,78	48,4	0,59	28,7	34,5	440,0	20805,3
3	1,88	0,82	52,8	0,59	31,3	34,5	440,0	21927,1
4	1,88	0,85	56,6	0,59	33,5	34,5	440,0	22848,7
5	1,88	0,88	60,3	0,59	35,8	34,5	440,0	23746,1

Risultati

Calcolo n°	P_{t_calc} [kPa]	$w_{B\&B}$ [cm]	w_B [cm]	w_{medio} [cm]	k_{vm} [kN/m³]	k_{si} [kN/m³]	P'_{t_calc} [kPa]
1	150,4	1,8	0,9	**1,34**	**11194,3**	**16791,5**	/
2	152,1	2,4	1,3	**1,87**	**8123,2**	**12184,8**	/
3	160,1	3,1	1,9	**2,51**	**6386,2**	**9579,4**	/
4	160,9	3,7	2,4	**3,02**	**5319,3**	**7978,9**	/
5	163,3	4,2	2,9	**3,57**	**4580,2**	**6870,3**	/

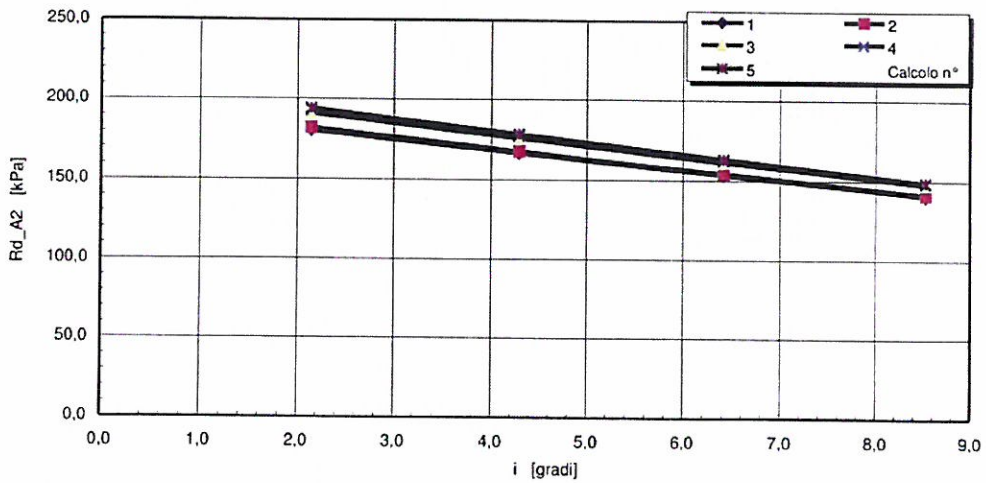
k_{vm} = coefficiente di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER = q_0/w_{medio}.

k_{si} = coefficiente di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER tangente iniziale riferito alla funzione di tipo iperbolico = $k_{si} = (R_c * q_0)/(w_{medio} * (R_c - q_0)$.

RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA IN PRESENZA DI SISMA

Calcolo n.	i [gradi]	i_q [/]	i_γ [/]	$e_{\gamma k}$ [/]	R_c [kPa]	$R_{D_A1.C1}$ [kPa]	$R_{D_A1.C2}$ [kPa]	R_{D_A2} [kPa]
1	2,15	0,93	0,90	0,99	414,5	414,5	141,9	180,2
	4,29	0,87	0,80	0,99	383,0	383,0	131,2	166,5
	6,42	0,80	0,71	0,99	352,8	352,8	121,0	153,4
	8,53	0,74	0,63	0,99	323,9	323,9	111,2	140,8
2	2,15	0,93	0,90	0,99	418,3	418,3	142,2	181,9
	4,29	0,87	0,80	0,99	385,8	385,8	131,3	167,7
	6,42	0,80	0,71	0,99	354,8	354,8	120,8	154,2
	8,53	0,74	0,63	0,99	325,1	325,1	110,9	141,4
3	2,15	0,93	0,90	0,99	439,3	439,3	148,6	191,0
	4,29	0,87	0,80	0,99	404,7	404,7	137,0	176,0
	6,42	0,80	0,71	0,99	371,6	371,6	126,0	161,6
	8,53	0,74	0,63	0,99	340,1	340,1	115,4	147,9
4	2,15	0,93	0,90	0,99	443,7	443,7	148,2	192,9
	4,29	0,87	0,80	0,99	408,1	408,1	136,5	177,4
	6,42	0,80	0,71	0,99	374,1	374,1	125,3	162,7
	8,53	0,74	0,63	0,99	341,8	341,8	114,7	148,6
5	2,15	0,93	0,90	0,99	446,7	446,7	149,5	194,2
	4,29	0,87	0,80	0,99	410,4	410,4	137,5	178,4
	6,42	0,80	0,71	0,99	375,8	375,8	126,1	163,4
	8,53	0,74	0,63	0,99	343,0	343,0	115,3	149,1

S_s = 1,50	S_T = 1,00	$a_{max}[m/s^2]$= 0,63	β_s = 0,2
K_h = 0,01	K_v = 0,01	α_γ = 0,99	



STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.
CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.
VIA MINCIO, 22 - C.A.P. 20139 **MILANO** TEL. 02.5393977 - FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI GEOARCHEOLOGICI - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO – COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 – SOA 5496/58/01

Milano, Giugno 2014

Prot. n. 6229/5A

Spett.le
GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.
Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Stazione
06132 PERUGIA

INDAGINE GEOFISICA FINALIZZATA AGLI STUDI DELLA MICROZONAZIONE SISMICA PER LA RISPOSTA LOCALE METODOLOGIA MASW

SETTIMO MILANESE (Milano)
Via Reiss Romoli

Relazione

INDICE

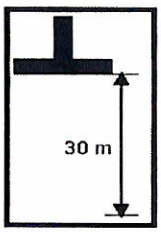
1 – PREMESSA.....3
2 – CENNI TEORICI.....4
3 – ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI.....5
3.1 – Strumentazione utilizzata.....5
3.2 – Interpretazione dei dati.....6
4 – RISULTATI.....8
5 – CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI.....10
6 – ZONIZZAZIONI SISMICHE PREVISTE DA N.T.C.....10

1 - PREMESSA

Il giorno 11 giugno 2014 è stata eseguita una prospezione geofisica nel terreno di fondazione di un edificio industriale di prossima costruzione in comune di Settimo Milanese (Milano).
Al fine di caratterizzare la risposta sismica della zona in esame è stata registrata una sezione geosismica MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde di Rayleigh da misure di sismica attiva – e.g. Park et al., 1999), utile a definire il profilo verticale della velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs).
Nel loro insieme, le procedure adottate sono state eseguite in accordo alle norme tecniche per le costruzioni del DM 14 gennaio 2008 (ex DM 14/09/2005).
Queste, in buona misura, fanno risalire la stima dell'effetto di sito alle caratteristiche del profilo di velocità delle onde di taglio Vs.
La classificazione dei terreni si basa sul valore medio della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità (Vs30). Essa è definita dalla relazione:

CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE

$$Vs30 = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{hi}{Vi}}$$



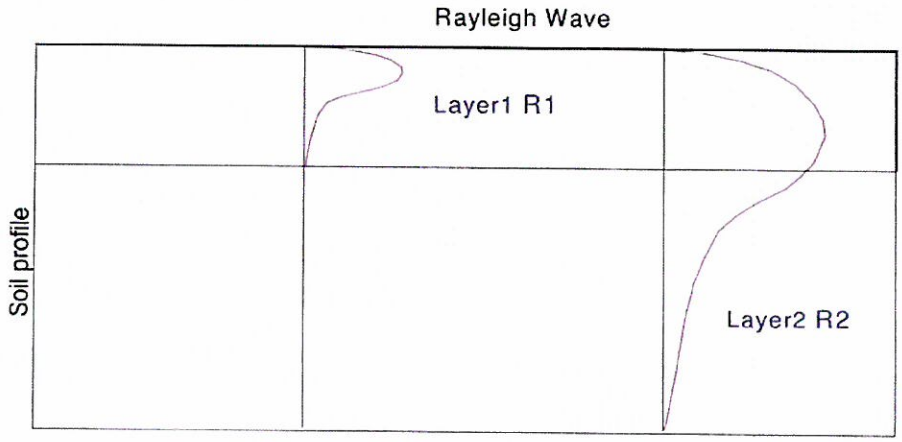
In cui Vi e hi sono rispettivamente la velocità delle onde di taglio e lo spessore dell'i-esimo strato.

2 - CENNI TEORICI

La metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) permette di ricavare le velocità delle onde di taglio verticali Vs dalla determinazione delle velocità delle onde superficiali.

La misura delle velocità delle onde superficiali viene calcolata grazie all'utilizzo di stendimenti di sensori posti in genere a distanze regolari sulla superficie del suolo da indagare.

La porzione che predomina nelle onde superficiali è costituita dalle onde di Rayleigh la cui velocità è correlata alla rigidezza e ai parametri elastici dei suoli attraversati.
E' importante tenere presente che nei mezzi stratificati le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè le alte frequenze e, quindi, con lunghezze d'onda corta, si propagano prevalentemente negli strati più superficiali del terreno, invece le onde con lunghezze maggiori tendono a coinvolgere gli strati più profondi così come di seguito illustrato.



La metodologia MASW può essere sia *attiva* che *passiva* o la combinazione di entrambe. Nel sistema attivo le onde superficiali vengono generate in un punto noto in modo non casuale e vengono registrate da stendimenti lineari di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento di ricezione può essere sia lineare che circolare e si misura il rumore di fondo ambientale esistente.

Il metodo attivo è quello che meglio permette la classificazione sismica dei suoli perchè fornisce con un miglior dettaglio il profilo delle velocità sismiche nei primi 30 metri da piano campagna. Infatti si ottiene una curva dispersione per un range di frequenze normalmente comprese tra i 5 ed i 70 Hz la cui propagazione avviene prevalentemente nella parte più superficiale del suolo in funzione anche delle sue caratteristiche elastiche.

Dall'utilizzo del metodo passivo invece si ottiene una maggiore investigazione in termini di profondità ma una minore risoluzione delle velocità degli strati, soprattutto quelli più superficiali.

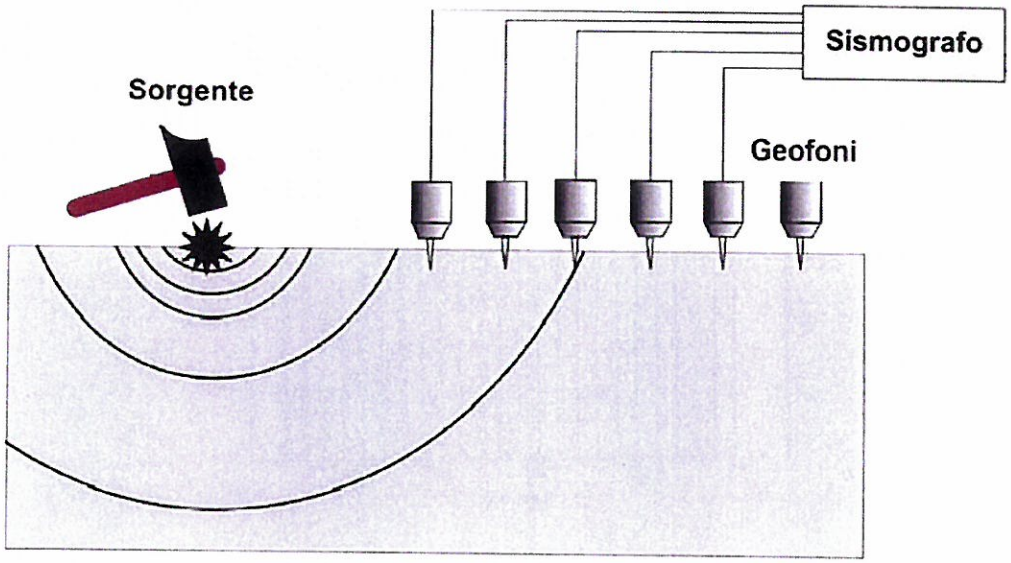
3 - ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

3.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

L'acquisizione è avvenuta tramite l'utilizzo di un sismografo a 24 bit modello" ECHO 24/2010 Seismic Unit" che impiega 24 canali in registrazione.
Lo strumento viene collegato ai geofoni verticali aventi frequenza propria di 4,5 Hz, posizionati sul terreno a distanza di 2 metri. Il tempo di registrazione dello strumento è fissato in 2 secondi. Gli offset di energizzazione sono pari a 5 e 10 metri e le acquisizioni vengono ripetute su entrambi i lati dello stendimento al fine di verificare l'effettiva presenza di strati piano paralleli.
Di seguito si elencano le caratteristiche tecniche della strumentazione impiegata:

Number of channels:	24+1
A/D Conversion:	24 bits
Dynamic range:	130 dB @ 1ms PG=0 dB 120 dB @ 1ms PG=18 dB
Cross talk:	>90 db
Preamplify gain:	0 db, 6 db, 12 db, 24 db, 30 db, 36 db
Frequency response:	0 to 6 KHz (30kSPS) 0 to 4,8 KHz (15kSPS) 0 to 3 KHZ (7,5kSPS) 0 to 1,5 Khz (3,5kSPS) 0 to 800Hz (2kSPS) 0 to 400Hz (1kSPS)
Acquisition and display filter:	Low Cut Out 10.15.25.35.50.70.100.200.280.400 Hz
Sampling interval:	32us,64us,128us,256us,480us,960us
Record length:	16000 samples
Stacking trigger accuracy:	1/32 of samples interval
Distorsion (THD):	0,0004 %
Max input signal:	2Vpp, Odb
Common Mode Rejection:	110 dB
Noise:	0,25 uV, 2ms, 36 Db
Pre-trigger data:	524 ms @ 32 us sample interval
Delay:	0 to 2500 ms step 10 ms
Temperature range:	-30°C/+70°C
Power:	12 Volts
Continuos recording:	HVSR
Output format:	SEG - Y

Di seguito viene riportata una figura che illustra la disposizione dei sensori e la trasmissione dell'impulso.



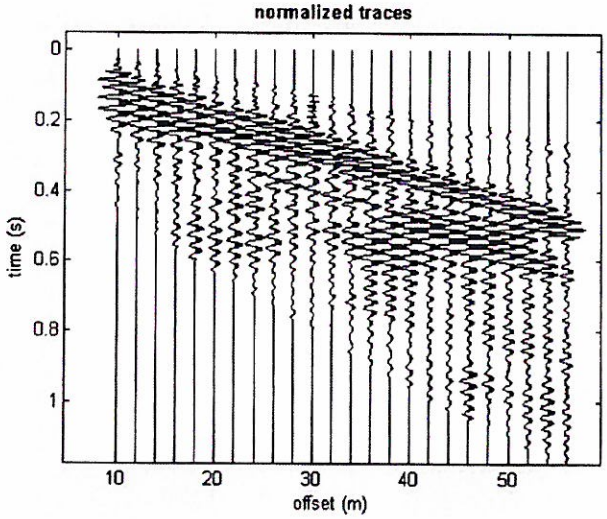
3.2 INTERPRETAZIONE DEI DATI

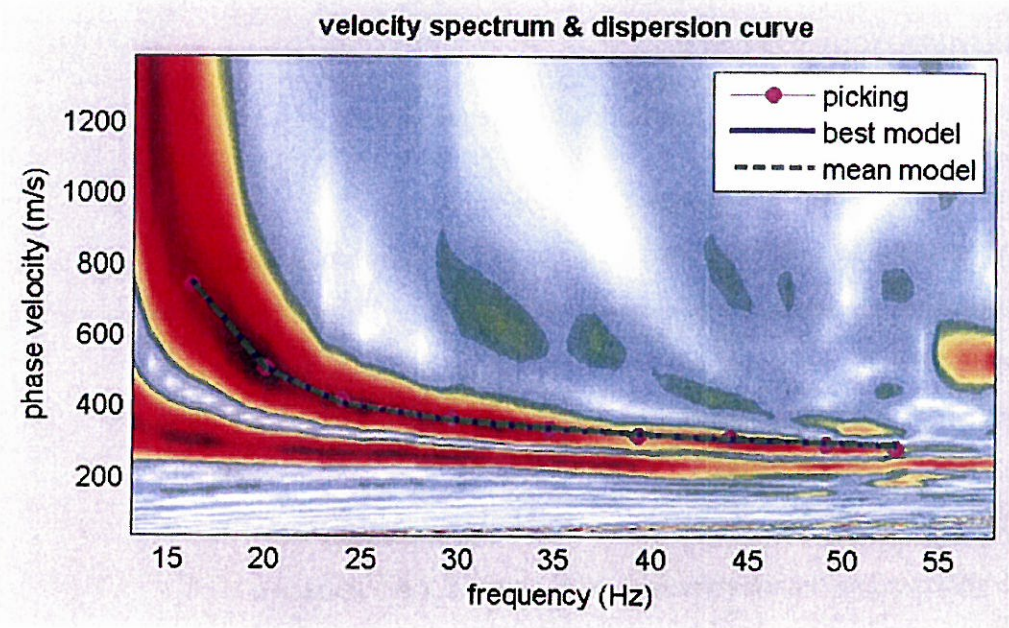
La procedura elaborativa prevede, sinteticamente, i seguenti passi:

- Trasformazione dei files in formato compatibile
- Immissione delle geometrie di acquisizione dei dati (sorgente e ricettori)
- Generazione dell'immagine di dispersione
- Analisi della curva di dispersione (picking)
- Verifica dei modi
- Modellazione e/o inversione
- Calcolo del parametro Vs30 dal profilo delle velocità di taglio

Il software utilizzato per l'interpretazione è WinMASW 4.1.1 Pro (Eliosoft).

Di seguito un esempio di acquisizione da cui si ottiene la curva di dispersione, ossia lo spettro di velocità calcolato a partire dalle tracce registrate sui geofoni dello stendimento. Viene riportato anche il piccaggio per la modellazione e/o inversione.

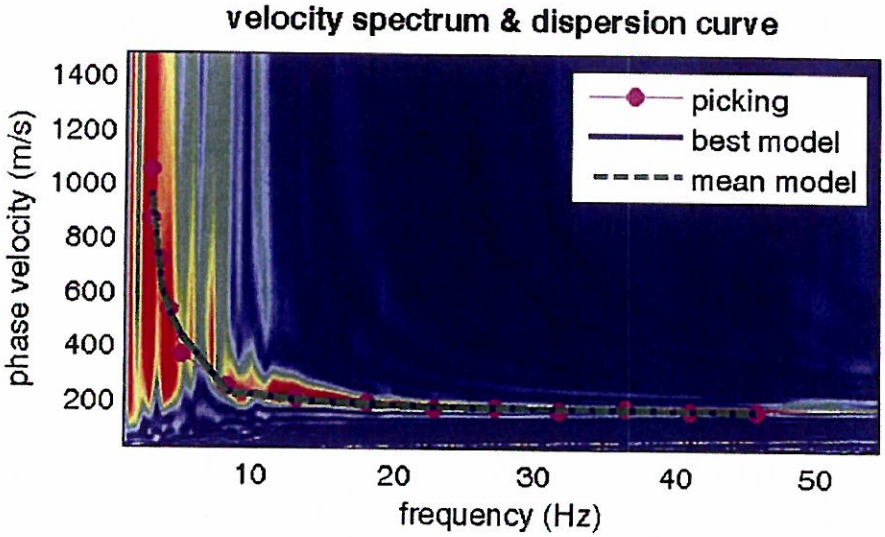




4 - RISULTATI

L'ubicazione della prova è riportata nel disegno n. 6229/4A.

L'immagine successiva propone la curva di dispersione ossia lo spettro di velocità calcolato a partire dalle tracce registrate.

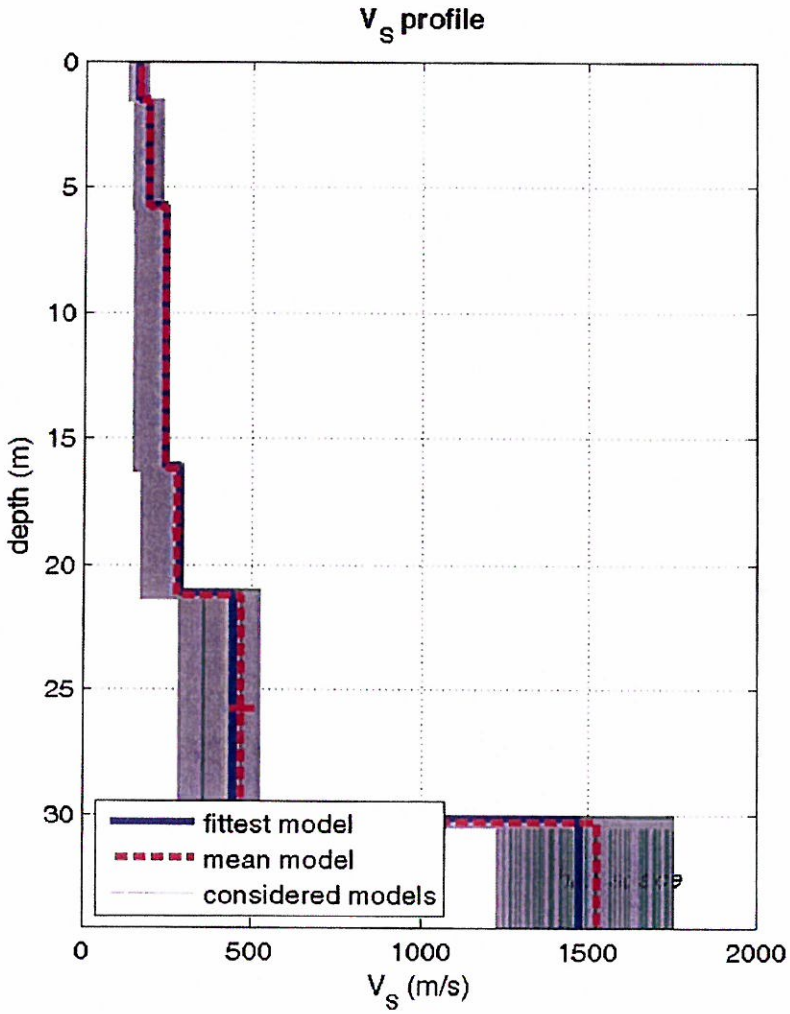


Spettro velocità sezione Masw

Il picking della curva e la modellazione diretta e/o dal processo di inversione, portano all'ottenimento della curva di dispersione interpretata e, di conseguenza, al profilo verticale delle onde di taglio Vs da cui si ricava il parametro Vs30 richiesto dalla normativa.

E' da tenere in considerazione che molteplici modelli di distribuzione delle velocità delle onde di taglio portano al medesimo risultato del parametro Vs30, ciò significa che senza un'opportuna disponibilità di dati stratigrafici attendibili il parametro di legge risulterà significativo, ma la distribuzione delle velocità sarà solamente indicativa.
Il grafico sotto riportato invece mostra il modello del profilo verticale Vs scelto come rappresentativo del singolo punto indagato.

Masw 2	Vs30 = 270 m/s



5 - CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI

L'analisi delle onde di Rayleigh a partire dai dati di sismica attiva (MASW) ha consentito di determinare i profili verticali della Vs e, di conseguenza, il parametro Vs30 per ciascun punto d'indagine.

La tabella sotto riportata mostra il valore Vs30 calcolato e la classe di suolo di appartenenza rispetto le norme tecniche per le costruzioni (DM 14 gennaio 2008, ex DM 14 settembre 2005).

Nome prova	Vs30	Classe suolo
Masw 2	**270**	**C**

"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

Bibliografia:

Dal Moro G., Pipan M. & Gabrielli P.,2007,Rayleigh Wave Dispersion Curve Inversion via Genetic Algorithms and Posterior Probabilità Density Evaluation, J. Appl. Geophysics, 61, 39-55

Park C. B., Miller R. D., & Xia J., 1999, Multichannel analysis of surface waves, Geophysics, 64, 3; 800 -808.

6 – ZONIZZAZIONI SISMICHE PREVISTE DA N.T.C.

Viene qui sotto riportata la classificazione sismica dei suoli secondo la normativa ufficiale italiana (modifiche del D.M. 14/09/2005 Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. Infrastrutture del 14/01/2008, pubblicato su Gazzetta Ufficiale Supplemento Ordinario n° 29 del 04/02/2008):

A – Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.

B – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

C – Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu30 <250 kPa nei terreni a grana fina).

D – Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).

E – Terreni dei sottosuoli dei tipi C o D per spessori non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con VS > 800 m/s).

S1 – Depositi di terreni caratterizzati da valori di VS30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10 < cu30 < 20 kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includano almeno 3 m di torba o argille altamente organiche.

S2 – Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

STUDIO TECNICO
Geom. UGO CELOTTI S.R.L.

VIA MINCIO 22 - CAP 20139 MILANO - TEL. 025393977 r.a. - 025392262 FAX
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

INDAGINI GEOGNOSTICHE - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE
RICERCHE IDROLOGICHE AMBIENTALI - STRUMENTAZIONI GEOTECNICHE
PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI
RILIEVI TOPOGRAFICI - PROSPEZIONI GEOFISICHE E GEOELETTRICHE

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A. - Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Stazione - PERUGIA

Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno di fondazione di un edificio industriale di prossima costruzione in comune di Settimo Milanese (Milano) - Via Reiss Romoli.

SONDAGGIO GEOGNOSTICO E GEOTECNICO N. B
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE NN. 5 - 6

Disegno n. 6229/4A

Data: 16 - 06 - 2014

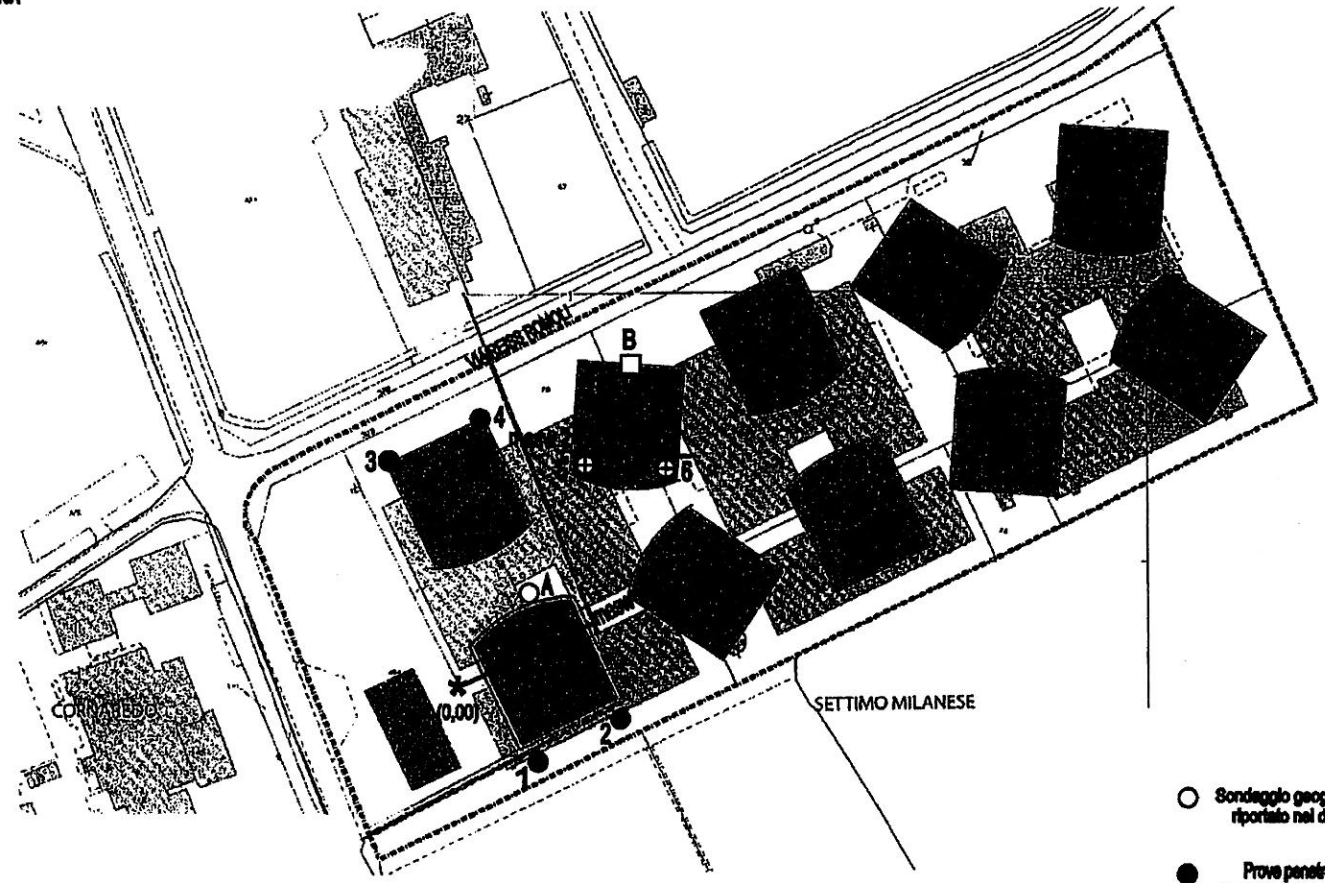
N.B. - Lo zero di riferimento delle profondità coincide con il piano della soglia dell'attuale ingresso carrabile ai capannoni esistenti che corrisponde a m. +132.93 s.l.m. calcolata dalla quota m. +133.30 indicata dalla Committente (v. dis.).

□ Sondaggio geognostico e geotecnico

⊕ Prove penetrometriche dinamiche

—— Traccia masw 2
relazione prot. n. 6229/5A

PLANIMETRIA
Scala 1: 2000



○ Sondaggio geognostico e geotecnico
riportato nel disegno n. 6229/1A

● Prove penetrometriche dinamiche
riportate nei disegni n. 6229/1A-6229/3A

—— Traccia masw
relazione prot. n. 6229/2A

SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° B

DATA: 11-6-2014

Dis.n°:6229BS

Località : SETTIMO MILANESE

Inizio sondaggio m. 0.1 Fine sondaggio m. 20.1

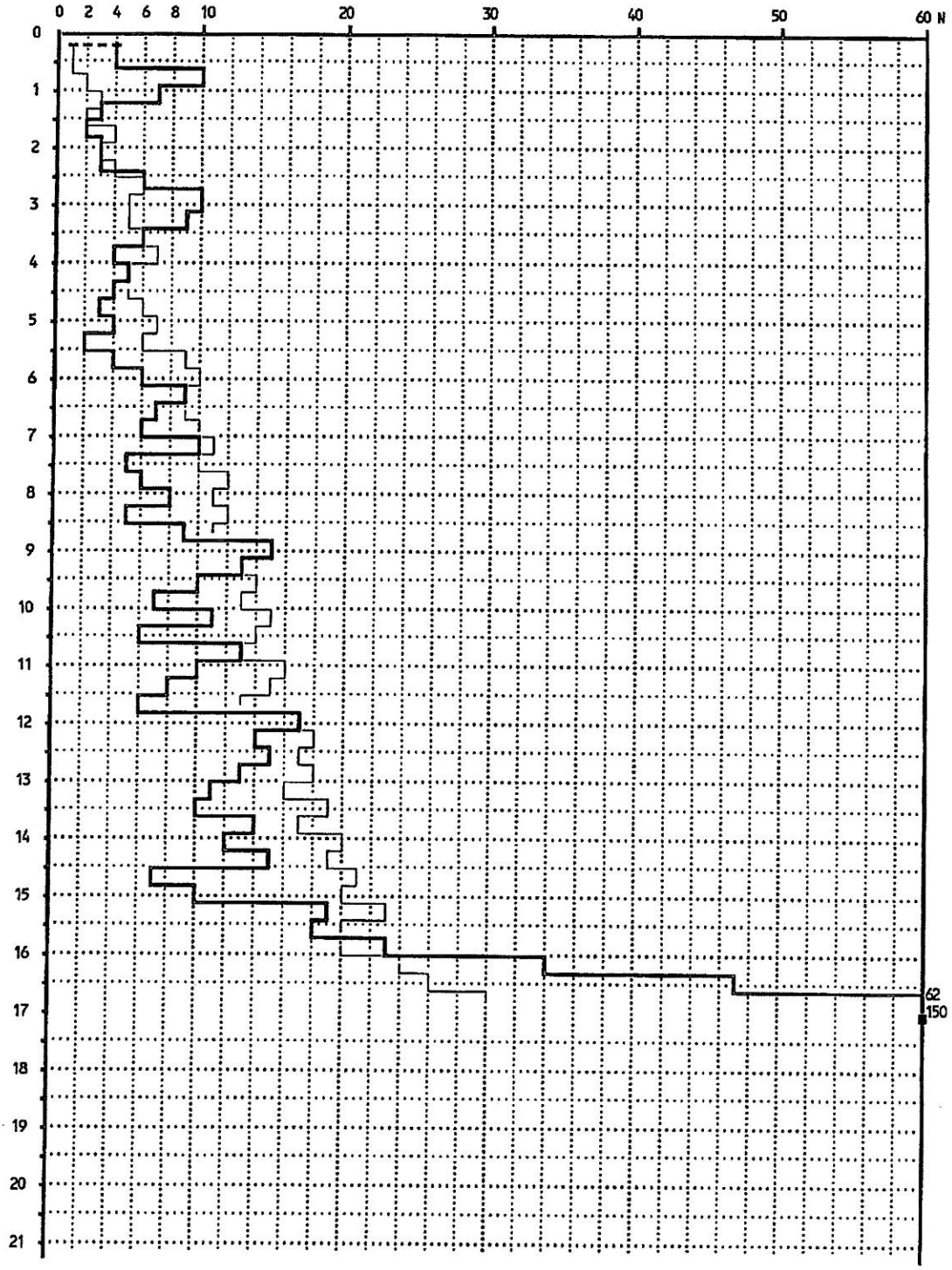
Carotaggio % (5 45 85)	R.Q.D. modificato % (5 45 85)	Campioni: Ind / Semi ind / = Rim	Prof in m	Litologia	Pocket Kg/cm²	Vane test Kg/cm²	S.P.T. n° colpi x 15 cm	H²O m	Piezometro a tubo
			1	Sabbia fine con ghiaia fine e frammenti di laterizi - colore: marrone chiaro.					
				1.0 Sabbia fine limosa - colore: marrone.					
			2	1.8 Sabbia fine con ghiaia fine debolmente limosa - colore: grigio/marrone.			4 5 9		
			3				4 2 3		
			4	4.3 Ghiaia media con sabbia media ciottolosa limosa - colore: marrone.					
			5				11 7 3		
			6				9 13 8		
			7						
			8	8.2 Sabbia media ghiaiosa (ghiaia media) debolmente limosa - colore: marrone/arancio.			11 3 4		
			9				7 3 9		
			10						
			11	10.9 Ghiaia media con sabbia media ciottolosa - colore: marrone.			7 10 9		
			12				10 4 5		
			13						
			14				4 3 3		
			15	14.5 Sabbia fine debolmente limosa - colore : marrone.			4 2 2		
			16						
			17	16.4 Ghiaia media con sabbia fine ciottolosa debolmente limosa - colore : marrone chiaro.			●17 17 11		
			18				● 9 10 5		
			19						
			20	20.1			●11 12 9		
			21						

N.B.- Durante la perforazione non è stata rilevata la presenza di acqua.
● SPT con punta conica 60°.

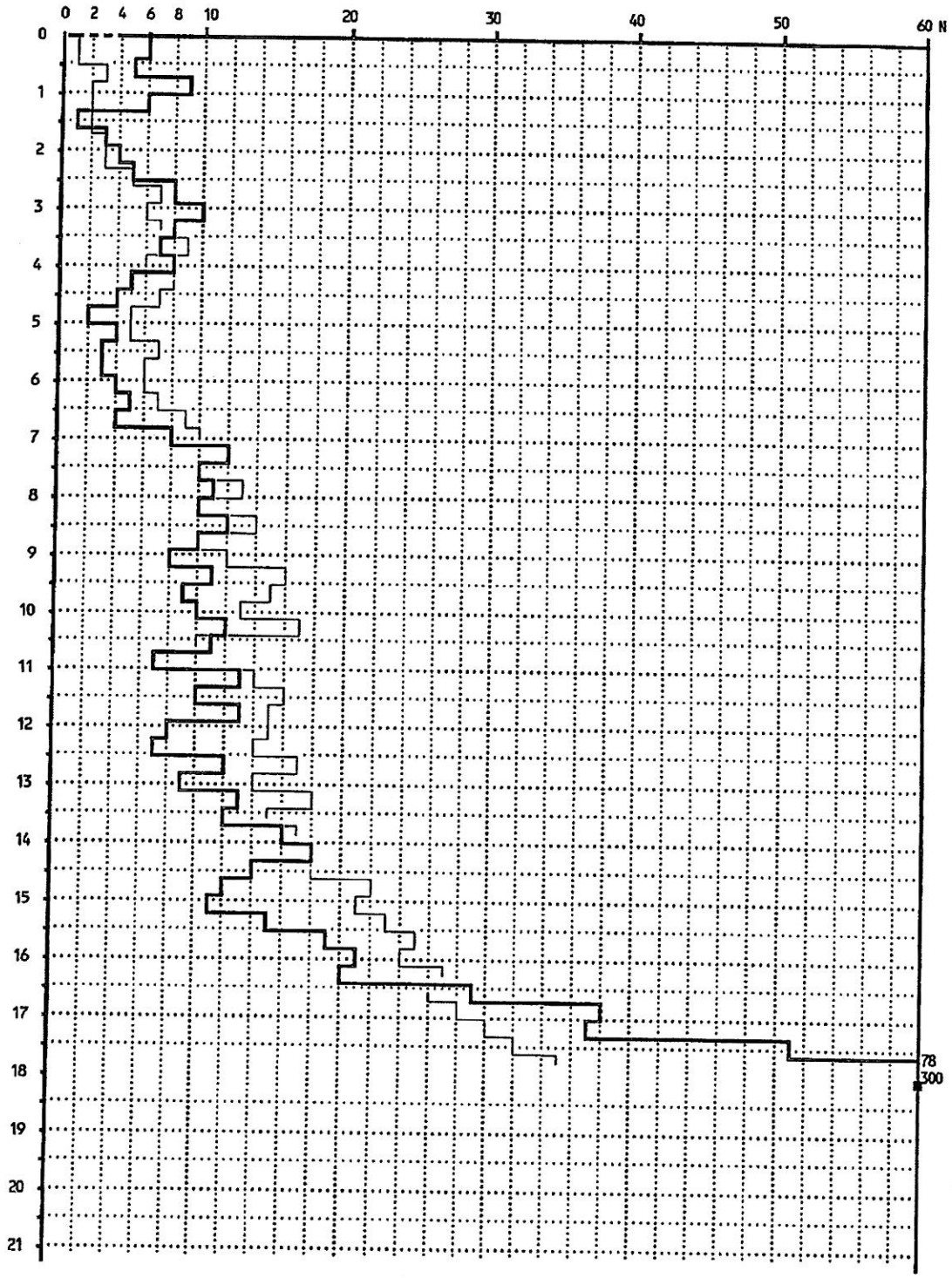
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:5 **DATA: 11-6-2014**

Disegno n°:62295H Località : SETTIMO MILANESE

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante
N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici
—— Punta 60° ϕ= 2'' —— Tubazione di rivestimento ϕ = 1''1/2
- - - Inizio prova m. 0.20 Assenza acqua fino a m.0.90 poi foro ostruito ■ Fine prova m.17.10



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:6 **DATA: 12-6-2014**

Disegno n°:62296H Località : SETTIMO MILANESE

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante
N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici
—— Punta 60° ϕ= 2'' —— Tubazione di rivestimento ϕ = 1''1/2
- - - Inizio prova m. 0.00 Assenza acqua fino a m.0.40 poi foro ostruito ■ Fine prova m.18.00